

高潮の河川壅上に関する研究

著者	小西 達男, 木下 武雄
雑誌名	国立防災科学技術センター 研究報告
巻	31
ページ	67-87
発行年	1983-11
URL	http://doi.org/10.24732/nied.00000891

高潮の河川遡上に関する研究

小 西 達 男*・木 下 武 雄**

国立防災科学技術センター

Studies on the River Invasion of the Storm Surge

By

Tatsuo Konishi and Takeo Kinoshita

National Research Center for Disaster Prevention, Japan

Abstract

In order to make clear the combined effects of floods and storm surges and the modification of the surges in rivers, water level records of the Kiso, the Nagara and the Ibi rivers are analyzed. The following useful results are obtained. The peak height of the storm surge increases with the distance from the river mouth, when the surge invades into a river during non-flooding periods. The ratio of the amplitude of the surge at any station to that at a river mouth reaches 1.1 ~ 1.4 within the channel of about 12 kilometers from the mouth. The ratio however decreases further beyond. When a flood occurs simultaneously with storm surges, the flood largely suppresses the surge amplitude.

Numerical simulations are applied to the investigation of storm surges coming into the lower reaches of the rivers during non-flooding periods. It is concluded that the increase of the maximum surge height along the river is mainly caused by the wind stress and the drag coefficient might be $4 \sim 6 \times 10^{-3}$ to reconcile the calculation with the observation.

* 第1研究部風水害防災研究室, ** 第1研究部

1. はじめに

近年、規模の大きな高潮が少ない為もあって、高潮に関する研究は極めて少ない。しかしながら、1970年に高知湾で起きた高潮（偏差、235 cm）の原因が明瞭でない事を始めとして、港湾、河川系での局所的な水理現象による高潮変形に関しては未解決の問題が多く残されている。

さらに、意図的、非意図的な自然改変による人間生活への影響が種々の学問分野で指摘されているが、河川工学の立場からも田畑の宅地化、都市化によって洪水の流出が過去よりも早期化している事、浸透の減少によって流出率が増加していることが指摘されてきた。これを高潮との関連で考えると、過去においては、高潮と洪水に時間差があったものが、最近は両者が近づく、もしくは、同時におこる可能性が高まってきた事を示している。また、洪水と重畳する状況とは別に、平水時の高潮が河川内でどの様なふるまい、変形を示すのか、潮汐波の侵入と同様に考え得るのか等の基本的な問題も概して明らかにされていない。

本稿では、過去の高潮時の河川水位の資料を利用して、平水流量の河川に高潮が侵入した時の河川内の高潮変形と、次に、高潮が河川下流部で洪水と一致した時の高潮の変形を明らかにする。

2. 解析資料

解析には、木曽三川の水位記録を用いた。木曽三川は各河道内に比較的に水位計が完備しており、さらに下流部の河川形状が単純なので、地形によって高潮があまり大きな変形をうけないと考えられる。図1には、木曽三川、及び今後の解析に用いられる木曽三川の水位観測所位置を示す。また、後に数値計算に使用する風についての議論で対象となる名古屋地方気象台、四日市測候所、木曽川下流工事事務所（桑名）の位置を示す。

気象庁の名古屋検潮所の記録（潮位表、1982）によれば、1950年以降に偏差（実測潮位－天文潮位）が1 mを越した例は9例存在する。その中でも、河川の水位資料が整備されている60年代以降の資料を使用する。さらに、割合大きな偏差をもたらした台風でもそれが干潮時に重なった場合には当然ながらあまり大きな水位とはならず、河川内の水位ピークも追跡が難しい。よって、本稿では、満潮時に近い時に高潮が重なった場合のデータを取り扱う。ただし、洪水との重畳を考える場合はこの限りでない。

対象とする台風は、上陸日が1961年9月16日の第2室戸台風（名古屋、偏差2 m）、1972年9月16日の台風20号（2.3 m）、1979年10月1日の台風16号（1.4 m）である。下に示す資料から明らかのように、第2室戸台風時の高潮は、台風上陸以前の降雨による洪水と河川下流部で重なっており、洪水と高潮が重なった場合の高潮変形についての基本的な性質が理解

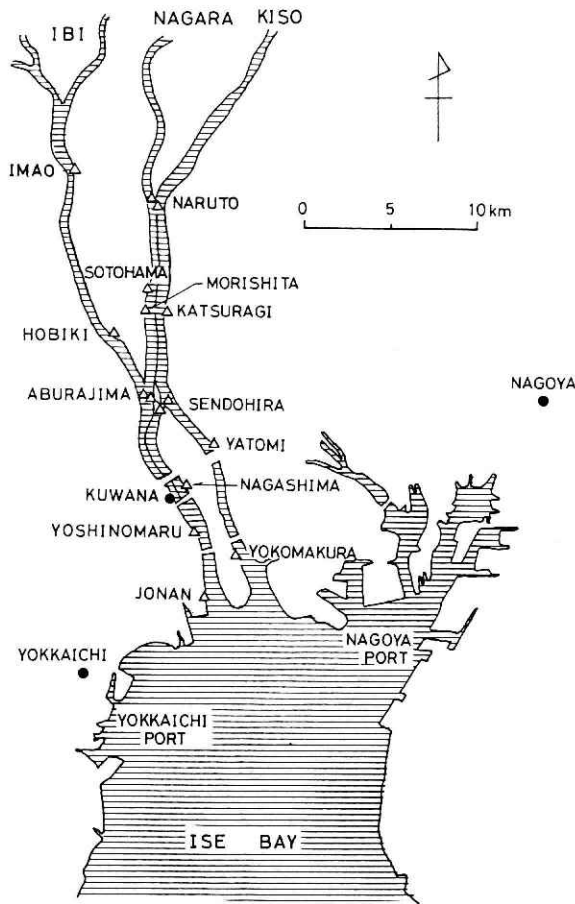


図 1 木曽三川下流部水位観測所(△印)及び風速代表点(●印)位置図.

Fig. 1 Water level stations (△) along the Kiso, the Nagara and the Ibi rivers and typical wind observing stations (●).

できる。また、他の2つの台風は、平水時に侵入してきた高潮の例を示している。

3. 平水時の河川内の高潮

3.1 1972年20号台風の例

図2にこの台風の経路図を示す。伊勢湾台風に近い経路を進み、満潮とも重なった為に最高潮位はT. P. 2.7 mを記録した。図3には、台風最接近口を含めて3日間の名古屋の毎時潮位を示す。図内の白丸印は予測天文潮を示している。名古屋地方気象台では、16日22時30分に最低気圧974.8 mb、同時刻に最大風速南東の風26.3 m/sを観測している。図4には、木

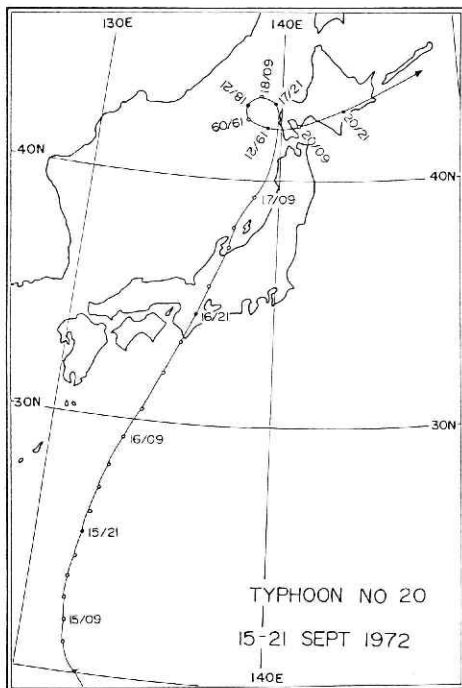


図 2 1972年20号台風経路図

Fig. 2 Track of the typhoon 7220.

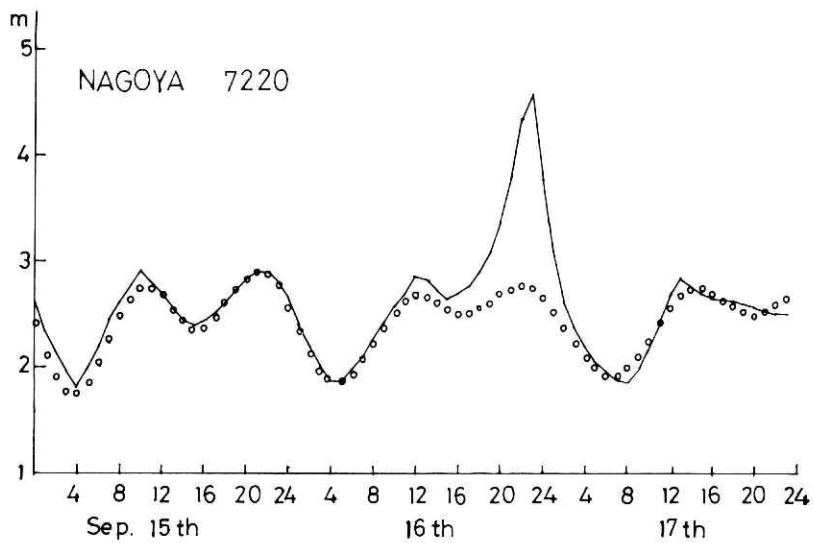


図 3 '72年20号台風時の名古屋実測潮位 ○印は天文潮を示す

Fig. 3 Observed tide at the Nagoya tide gauge station during the passage of the 7220. Circles show the predicted astronomical tides.

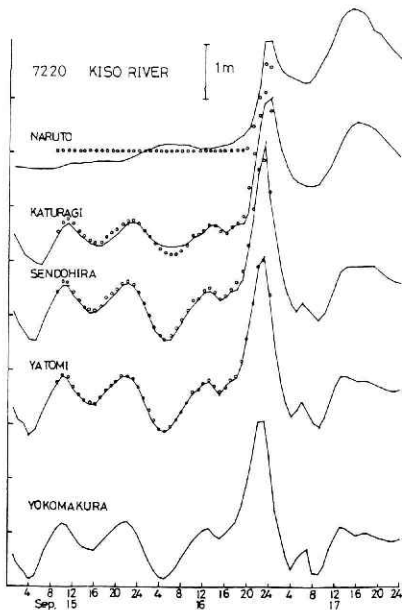


図 4.1 '72年20号台風時の木曽川筋毎時水位
○印は数値計算結果
($Cd = 4 \times 10^{-3}$, $n=0.025$ の場合)

Fig. 4.1 Observed water level at the stations along the Kiso river during the 7220. The order of the stations from up to down in the figure corresponds to that of the locations from upstream of the river. Circles show the result of the numerical computation for $Cd = 4 \times 10^{-3}$ and $n = 0.025$.

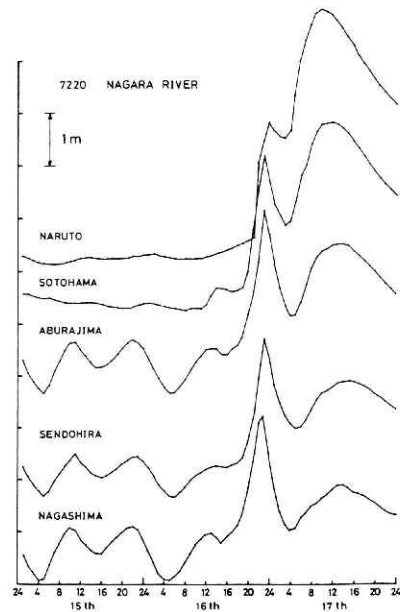


図 4.2 図 4.1 と同じく長良川水位
Fig. 4.2 Same as Fig. 4.1 but for the Nagara river.

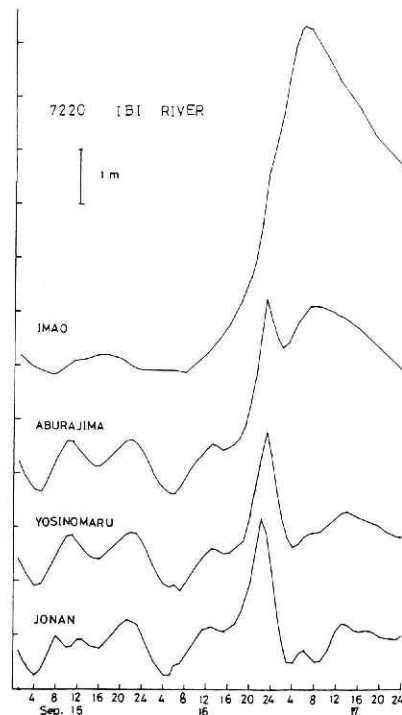


図 4.3 図 4.1 と同じく揖斐川水位
Fig. 4.3 Same as Fig. 4.1 but for the Ibi river.

曾三川の毎時水位記録を示す。ハイドログラフの並べ順は、各河川とも下から上へ下流から上流への水位を示し9月16日の23時ないし24時の極大値が台風による高潮の極大値である。河道内の水位の構成は、高潮前に、河口から侵入してきた潮汐波の減衰、高潮の増幅（もしくは減衰）、上流から流下してくる洪水の減衰という3つの部分から成る。最上流部の高潮前の水位変化が小さく台風前には大きな降雨も無かった事から、平水時に高潮が河道に入ってきた事を示している。流域面積は、木曽川が5,275 km²、長良川が1,985 km²、揖斐川が1,840 km²であり（木曽川下流管内図）、西から雨が降るという一般傾向も加わって、洪水の流出時刻も揖斐川、長良川、木曽川の順で遅れる。最も早い揖斐川の河口より27 km地点、今尾では遡上してきた高潮が洪水の立ち上がり重なって高潮の最大値が判然としない。

図5には、T. P. 上の高潮最大値、15日22時頃の潮汐満潮位、15日15時から16日15時までの高潮前25時間の平均水位の河口からの距離による変化を示す。平均水位の変化は、河床勾配に準じている。木曽、長良、揖斐川の10~25 kmの平均河床勾配は、それぞれ、1/6,400、1/6,800、1/7,100、である。（宇野木、1968）河口付近は一樣で上流に向かうにつれ河床勾配に従って増加する。満潮位も同様な傾向を示す。宇野木がやはり木曽三川で潮汐の研究を行っているが、同じ傾向である。一方、高潮の最大値は上流に向う程上昇しており、河口部の最高潮位2.7 mに比べて二十数km 入った成戸・今尾では1 m以上高くなっている。特に揖斐川が高い理由は、上で述べた様に洪水の立ち上がりが高潮重なった為である。図上同一地点に2つの点が表示されているのは、対応する高潮の最大値が判然としない為である。

各水位観測所の基準面の誤差等を除去して河道内での高潮変化を知る為に、高潮の最大値

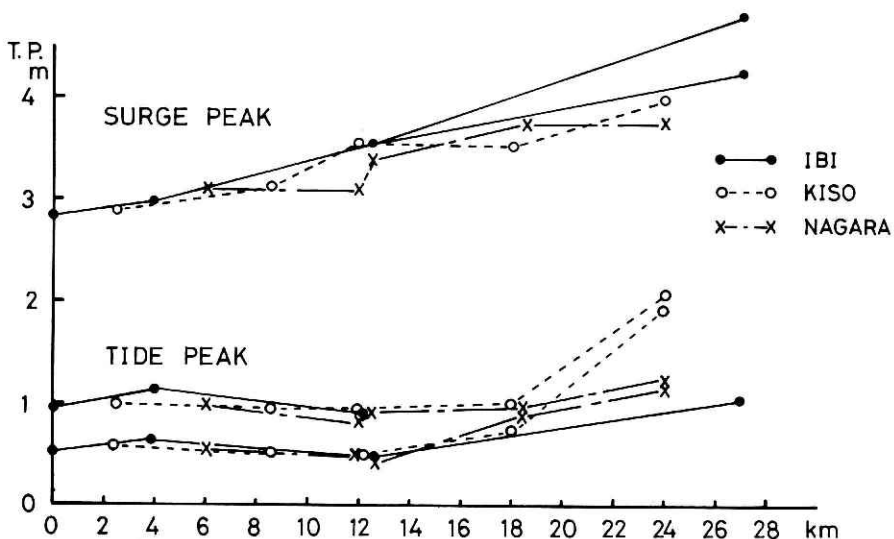


図 5 '72年20号台風時の高潮最大値、潮汐満潮位、平均水位の河口距離による変化
 Fig. 5 Variation of storm surge maximums, astronomical tide maximums and mean water levels with the distance from the river mouths for the 7220.

と上で定義した平均水位との差をとって高潮振幅を定義した。同様にして定めた名古屋での振幅との比を河口距離に対して示したものが図6である。木曽川最上流部を除けば、いずれも1より大きく、河道内での水位の上昇が大きい事を示している。また、十数km地点で最大値1.1～1.4をとりその後減衰する事がわかる。

3.2 1979年16号台風の例

同様の解析を79年の16号台風による高潮についても行った。経路図、及び名古屋での毎時潮位を図7と図8に示す。79年10月1日0時ないし1時頃に高潮による水位の極大が見られる。最高潮位は、T. P. 2.1 m、偏差にして、1.4 m程度であった。名古屋地方気象台の最低気圧は、1日0時16分に981.9 mb、0時20分に南々東の風17.7 m/sの最大風速を観測している。図9には、木曽川川筋の時間水位を示す。9月30日24時頃のピークは高潮によるもので、10月1日午後のピークは洪水によっており、洪水と高潮が明瞭に分離されている。72年20号台風の場合と同様に、高潮最大値、高潮満潮位、平均水位の河口からの距離による変化を図10に示した。平均水位、満潮位とも72年20号台風と同じ性質を示す。高潮最大値は72年20号に比べると幾分低めではあるが、それでも名古屋に比べると24km上った木曽成戸では130 cm、長良成戸で80 cm、掛斐今尾で70～80 cm程度上っている。前と同様に定義した高潮の振幅の河口からの距離による変化は、図11に示す通りで、同じく十数km地点で1.1～1.4倍程度まで増幅されその後減衰する。

特に、現在解析した資料は、毎時の水位読み取り値であるので実際の水位最大値は更に大きいと思われる。

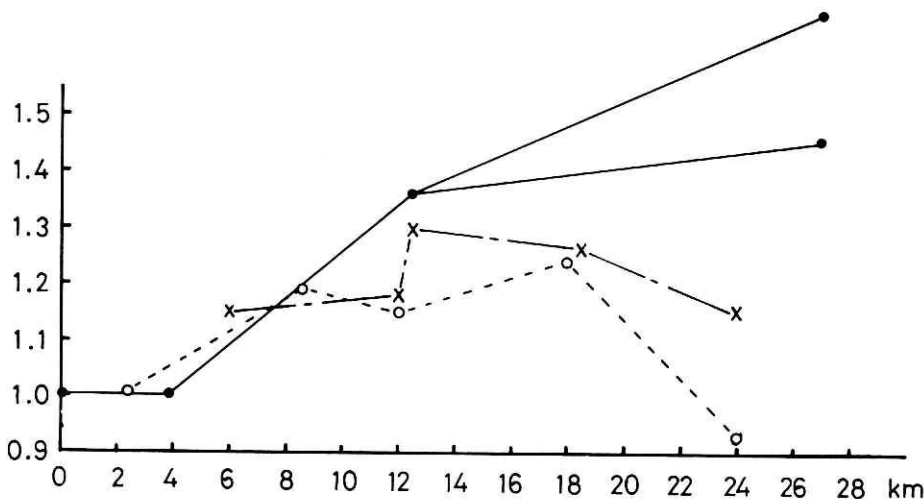


図 6 '72年20号台風時の高潮振幅比の河口距離による変化

Fig. 6 Variation of the amplitude ratio of the storm surge at any station along the river to that at Nagoya with the distance from the mouth.

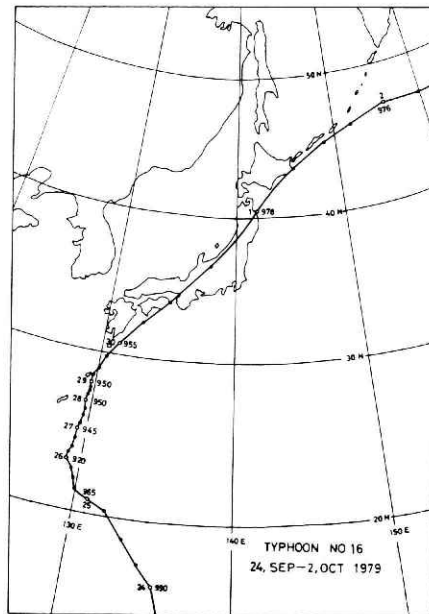


図 7 1979年16号台風経路図

Fig. 7 Track of the typhoon 7916.

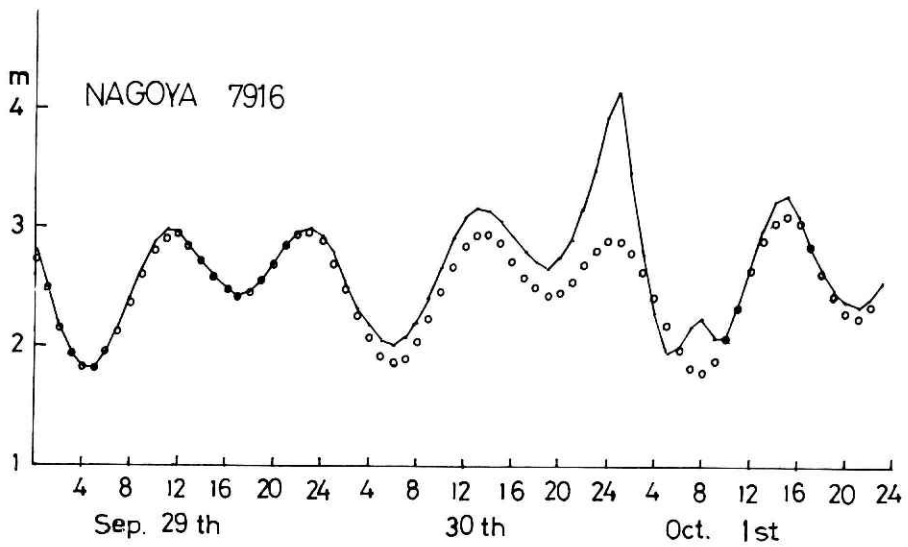


図 8 '79年16号台風時の名古屋実測潮位。○印は天文潮を示す

Fig. 8 Same as Fig. 3 but for the 7916.

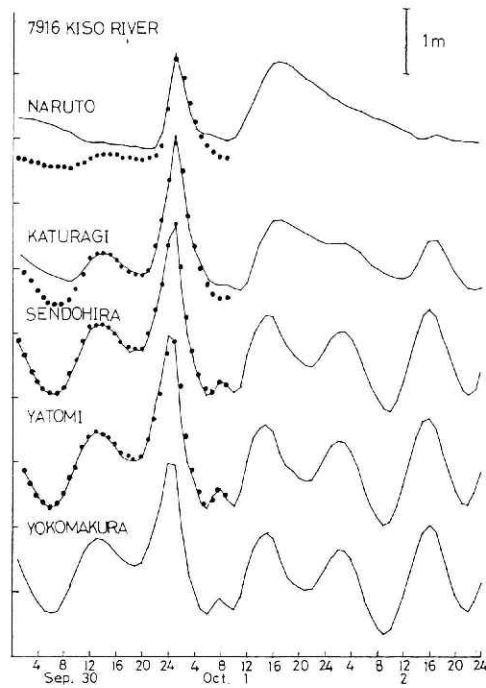


図 9 '79年16号台風時の木曾川筋毎時水位. ●印は数値計算結果
($C_d = 4 \times 10^{-3}$, $n = 0.025$ の場合)

Fig. 9 Same as Fig. 4.1 but for the 7916.

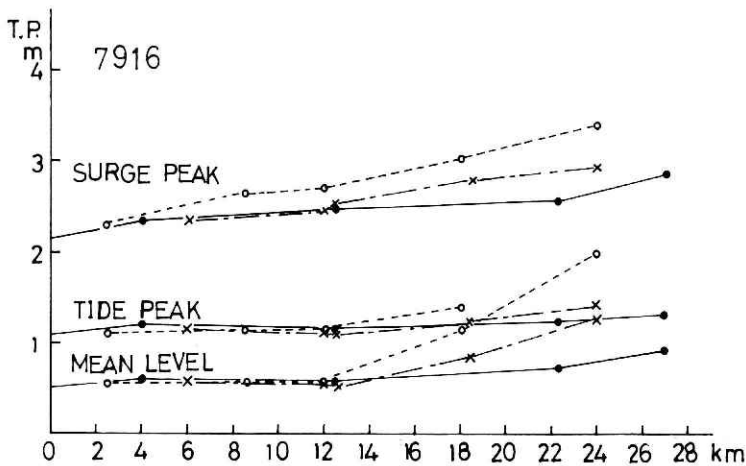


図 10 '79年16号台風時の高潮最大値, 潮汐満潮位, 平均水位の河口距離による変化,
○印: 木曾川, ×印: 長良川, ●印: 揖斐川

Fig. 10 Same as Fig. 5 but for the 7916.

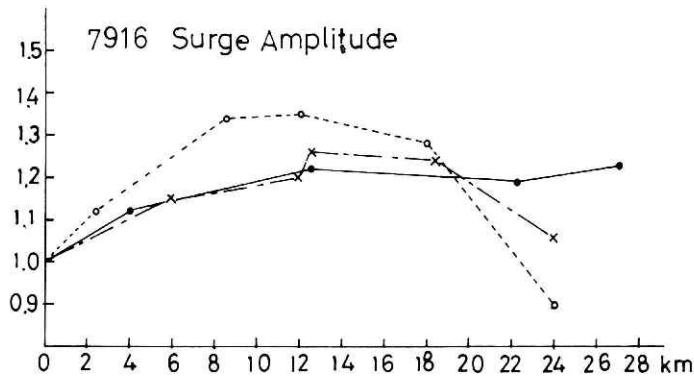


図 11 '79年16号台風時の高潮振幅比の河口距離による変化

Fig. 11 Same as Fig. 6 but for the 7916.

4. 洪水と高潮が重なった例—第2室戸台風の場合

第2室戸台風の場合には、台風が南方洋上にあった時点から本州付近にあった前線の為にかなりの降雨があって河川は増水していた。図12に、第2室戸台風の経路図を示す。この経路からわかる様に、大阪湾で偏差2.6 mという大きな高潮をおこした。伊勢湾においても、名古屋で偏差2 mの高潮がおきている。名古屋の実測潮位及び予測天文潮を図13に示す。9月16日15時頃のピークが高潮である。干潮時に近かったので最高潮位は1.8 mと低かった。図14には、木曽川、長良川、掛斐川の各河川での水位時間変化を示す。上流部では洪水による

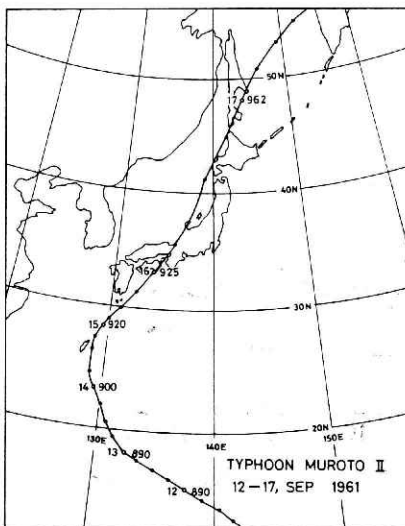


図 12 1961年第2室戸(18号)台風経路図

Fig. 12 Track of the typhoon Muroto II (6118).

水位のピークが顕著であるが下流にいくに従い潮汐及び湾の高潮水位変化形状へと近づく。中流部、例えば、長良川の船頭平や木曽川船頭平では、流下してきた洪水と河川を遡上してきた高潮が一緒になって水位の時間変化を構成している事がわかる。

洪水と高潮が重なり、更に洪水そのものも時間変化しているので、非洪水時の例と同様に高潮の河道内変形を求める為には、洪水と高潮を分離する作業が必要となる。洪水による水位変化分と下流側潮位による水位変化分を分離する為に、河道内の水位は、最上流点（例えば、長良川成戸）と吉の丸水位との1次結合で書けると仮定する。その際に、注目している河道地点まで上下流から水位に関係なく一様な遅れ時間を考える。すなわち、上流地点の水位を $f_1(t)$ 、吉の丸の水位を $f_2(t)$ 、河道内のある地点の水位を $g(t)$ 、遅れ時間を Δt_1 、 Δt_2 とすると、

$$g(t) = \alpha f_1(t - \Delta t_1) + \beta f_2(t - \Delta t_2) + r$$

で表現できると仮定する。 α 、 β はそれぞれ洪水と下流潮位（天文潮+偏差）の増幅もしくは減衰率を示す。観測された水位を使って α 、 β 、 r 、 Δt_1 、 Δt_2 を定めて逆に河道内の水位を再現すれば、図14内の○印及び△印となる。掛斐川の16日12時頃の洪水ピーク付近の再現が悪いが、おおむね良く表現できていることがわかる。

この形式で河道内の水位が表現できれば、実測潮位のうち下流潮位の変化による河道内の水位の変化分が分離できる。すなわち、実測潮位 $-\alpha f_1(t - \Delta t_1) - r$ 、によってある地点

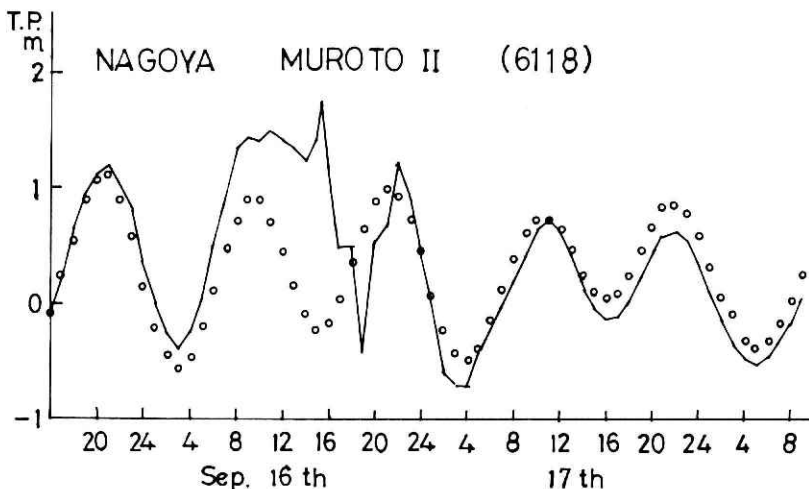


図 13 第2室戸台風時の名古屋実測潮位。○印は天文潮を示す

Fig. 13 Same as Fig. 3 but for the Muroto II.

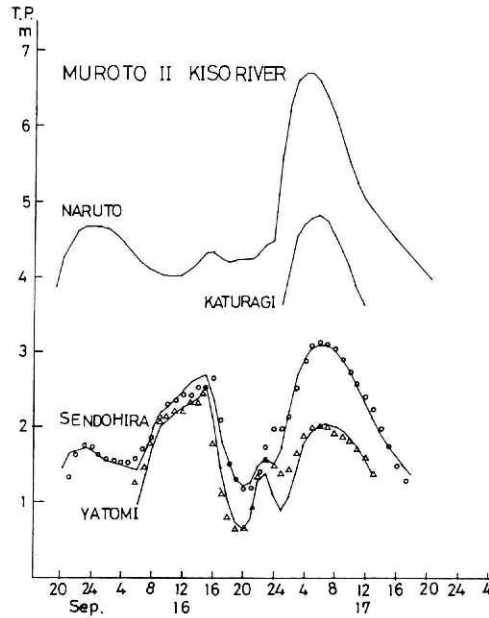


図 14.1 第2室戸台風時の木曾川筋毎時水位。○印及び△印は上流水位と下流水位を使って河道内水位を再現したもの
 Fig. 14.1 Water levels observed at the stations along the Kiso river during the passage of the Muroto II. Circles and triangles are the water levels predicted from the water levels at Yoshinomaru and at the uppermost station on the river.

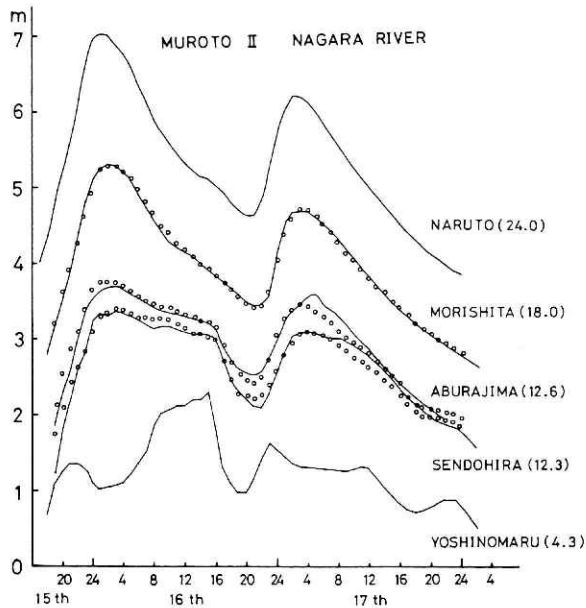


図 14.2 図 14.1 と同じく長良川水位
 Fig. 14.2 Same as Fig. 14.1 but for the Nagara.

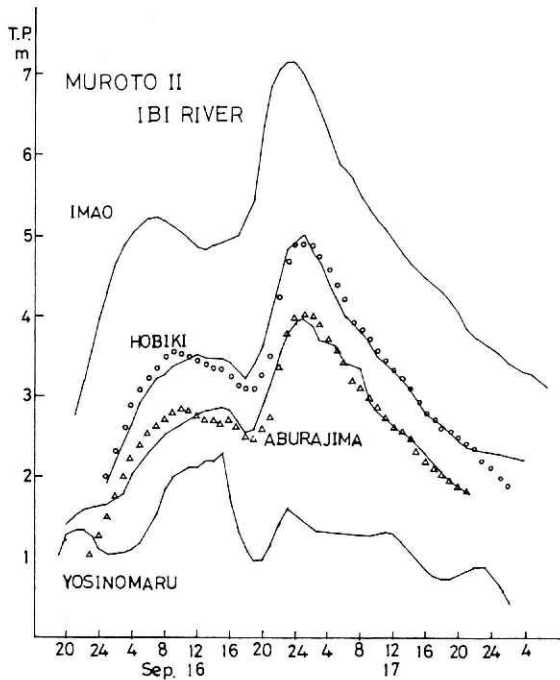


図 14.3 図 14.1 と同じく揖斐川水位

Fig. 14.3 Same as Fig. 14.1 but for the Ibi.

水位に対する潮汐ないし高潮の寄与が表現される。図 15 に長良川の場合を示す。16 日 15 時近傍の高潮ピークが河道に沿ってしだいに減衰していく様子わかる。平水の場合と同様に高潮振幅の河道内変形をみる為に、16 日の 2 時の極小値と 15 時の極大値の差で高潮振幅を定義して名古屋港との比を作り河口距離による変化を調べた。図 16 にそれを示す。木曽川、8 km 地点の弥富を除いていずれも 1 より小さく河道内での減衰が大きい事を示している。特に、洪水による水位変化の大きい揖斐川、長良川の場合に大きい。

5. 港湾、河川系での高潮についての幾つかの問題点

前節までの議論、解析から生ずる問題点をまとめて現象に対する理解を深める起点とする。

第 1 に、3 節で示したように、平水時に高潮が河川に侵入した時、河道に沿って最高水位は増加する。これは、斜面上のはいあがり、もしくは、せき上げによるものか、それとも、風の応力がきくのか？

第 2 に、4 節の解析から、洪水と高潮が重なる場合に河口の高潮と上流の洪水位がそのまま和にはならず、高潮は減衰する。ただし、これは、木曽三川という大河川についてであっ

た。小河川でも同じであるか？その減衰率は、河川の河床勾配、洪水の時間スケールと振幅、高潮の時間スケールと振幅にどのような定性的ないし定量的な関係があるだろうか？

第3に、洪水時の河口付近の水位については不明瞭な点が多く残されているように思われる。河口では、かなりの洪水時でも水位は外水位に近いが — 例えば、1982年の長崎豪雨で数cm程度（蔵重 1983）— そうでない場合もある。70年10号台風時に、高知県の四万十川河口の下田の水位は大きく洪水の影響を受けている。（Iida and Okada, 1973） また、上の解析に使用した第2室戸台風時の揖斐川、吉の丸の水位も必ずしも外水位 — 例えば、名古屋港とは同じではなく、上流水位と外水位との1次結合で表現しようとしてもあまりうまくいかない。河口付近の水位変化の実態を更に調べる必要がある。

以下、本稿では、第1の問題に焦点をあてて数値計算の手法を用いて調べる。

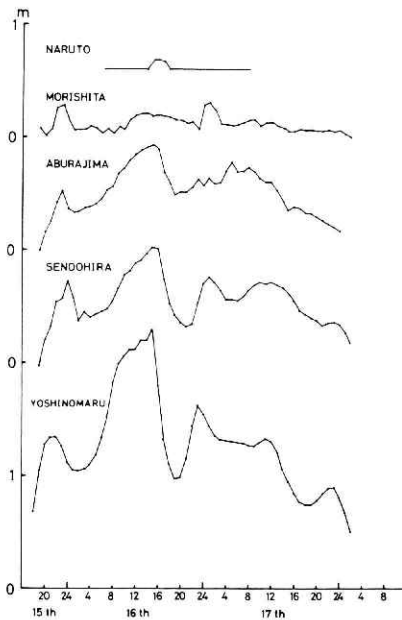


図 15 河口潮位変化分に相当する河道内の水位変化（長良川）

Fig. 15 Water level variations along the Nagara river caused by those of the river mouth.

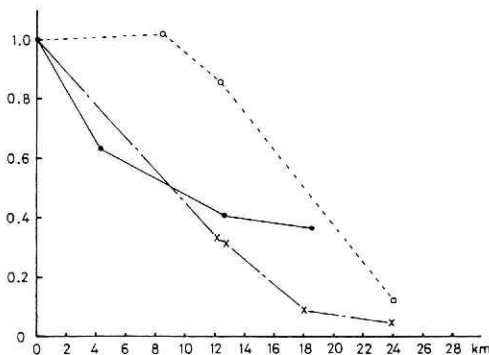


図 16 第2室戸台風時の高潮振幅比の河口距離による変化

Fig. 16 Same as Fig. 6 but for the Muroto II.

6. 河川高潮の数値計算による再現

6.1 基礎方程式及び境界条件

計算は次に示す1次元の運動方程式、及び連続の式を差分化して数値的に解く。

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial X} = -g \frac{\partial D}{\partial X} - \frac{\tau_b}{\rho_w R} + \frac{\tau_a}{\rho_w R}$$

$$\frac{\partial D}{\partial t} = -\frac{1}{B} \frac{\partial Q}{\partial X}$$

ここで、 U は流速、 D はある水平基準面から測定した水位、 R ：径深、 Q ：流量、 τ_b ：水底摩擦、 τ_a ：風の応力、 B ：河幅、 g ：重力加速度、 ρ_w ：水の密度（海水も河川水も同じく 1 g/cm^3 とする）さらに上の式を補助する式として、 A を河川断面積とすれば、

$$Q = U \cdot A$$

河幅は河床の測量から水位の関数として定まっており、

$$B = f_1(D) \quad \therefore A = f_2(D) \quad R = \frac{A}{B}$$

河幅は、水深1 mごとに定まっているが、ここでは川幅がそれ以上の水深ではほぼ一樣になる水位 H を定めてそこからT. P. - 2 mの川幅までを1次式で近似した。- 2 m以下では、矩形断面を仮定し、 H 以上でも一定河幅を仮定した。

水底まさは、マニングの式を使用する。

$$\tau_b = \rho_w \frac{g n^2 U |U|}{R^{\frac{1}{3}}}$$

ここで、 n は粗度係数である。

風の応力は、通常用いられる応力が風速の2乗に比例するというパラメタリゼーションを使うと、

$$\tau_a = \rho_a C_d W^2$$

ここで、 ρ_a は空気密度、 C_d は抵抗係数、 W は河川に沿った平均風速である。

境界条件は、上流端で流量を、河口では潮位の時間変化を与える。差分化の方法、格子点のとり方は、宇野木（1968）にならった。主要な項には中央差分を用いている。

6.2 計算対象とする台風と設定条件

平水時に河川に侵入して来る高潮の性質を知るのが目的であるので河川流量の変化が小さい例を対象とする。先に解析した例の中で、72年20号、79年16号時の木曽川水位を再現する事を試みる。上流端流量は、72年の場合9月15日の河口から34km地点、起での11平均流量 $242 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、79年の場合は馬飼の頭首工での9月30日平均放出量 $646 \text{ m}^3/\text{sec}$ を使用した。下流端水位は、横溝蔵の水位とした。河床形状は、6.1で示した方法を使って、72年台風については70年の測量データから、79年台風については80年の測量データから、各地点で必要な諸定数を算定した。なお、現在所有している河床形状の資料は河口から22kmまでのものなので、それより上流は、22kmの河床形状が上流部の平均的な河床勾配を持って一様に続くものと仮定した。

粗度係数は、通常河川下流部で使用される値として、 $n = 0.02$ と 0.025 の2つの例について計算した。河道に沿っては一樣とした。抵抗係数は、 2.6×10^{-3} という値が使われる事が多いが、以下で示す様にこの値ではいずれの場合も高潮最大値の空間変化を説明できない。ここでは、 $(0, 2, 4, 6) \times 10^{-3}$ の4つの場合について計算した。風の応力の計算に使用する風速値は、基本的には桑名の風の本曾川沿い成分（北北西—南南東）を用いる。ただし、72年の場合は建設省木曽川下流工事事務所（桑名）の風を、79年の場合は気象庁、アメダス桑名の風をそれぞれ、1.25倍したものを使用した。図17、図18には72年、79年の台風時に観測された風速のうち北北西—南南東の成分、及び、その1.25倍した値、さらに四日市、名古屋の風速も併せて示した。この程度の係数を乗ずると、四日市、名古屋の風速に近づく事がわかる。少なくとも、風向や風速値の変化傾向は桑名の値が河川内の値に近いと推定されるが、風速の絶対値がどの程度のものか明瞭でない。よって、傾向は桑名を、風速値自身は、四日市、名古屋に近づくようにという考え方でこの値を採用した。

空間格子間隔は1 km、時間間隔は100秒、上流端は河口から50kmとして、そこで境界条件を与えた。

6.3 数値計算の結果

高潮最高水位の河口からの距離による変化を示す。図19.1には、72年20号について、粗度係数を 0.025 として、抵抗係数を $0, 2, 4, 6 \times 10^{-3}$ と変えた場合を示してある。図19.2は、同じく、粗度係数が 0.02 の場合、図20.1は、79年16号台風の場合で粗度係数が 0.025 の場合、図20.2は、粗度係数が 0.02 の場合である。

抵抗係数が0の場合は、河道内で風の応力は無視できるという条件に対応するが、計算結

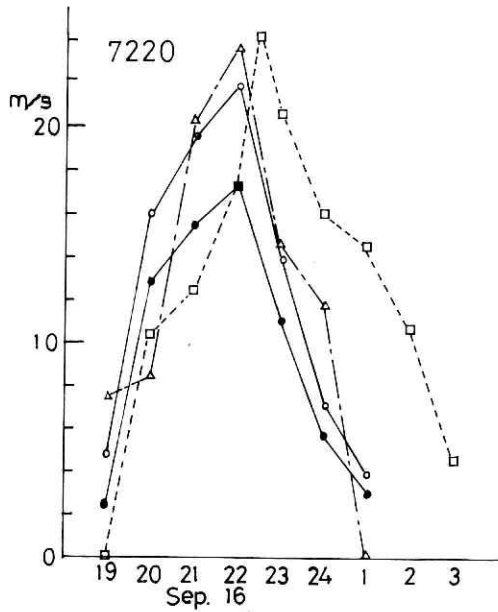


図 17 木曾川に沿った風速成分の時間変化(72年20号台風)．●印：桑名，○印：桑名の1.25倍，△印：四日市，□印：名古屋

Fig. 17 Variation of wind speed directed along the Kiso river, which was observed at Kuwana (●), Yokkaichi (△) and Nagoya (□). The data symbolized by ○ are the values at Kuwana multiplied by 1.25. Data are for the 7220.

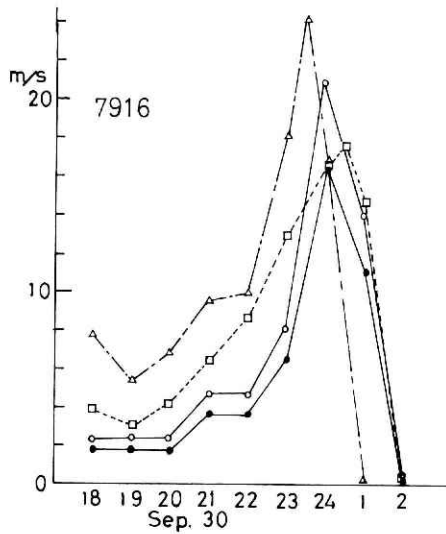


図 18 図17に同じく '79年16号台風の場合
Fig. 18 Same as Fig. 17 but for the 7916.

果は、上流まではほとんど様な水位となり、実際に観測された最大値の変化を説明しえない。すなわち、少なくとも、木曾三川規模の川の場合には、河道内での風の作用が重要である事を示している。

最高水位の河道内変化を説明できるような抵抗係数は、いずれの場合も、 $4 \sim 6 \times 10^{-3}$ 程度の大きさを必要とする。通常、海洋の高潮計算で用いられる抵抗係数は、 2.6×10^{-3} である。浅海に近づくと、海底摩擦の表現に、風の応力の作用を含めて、

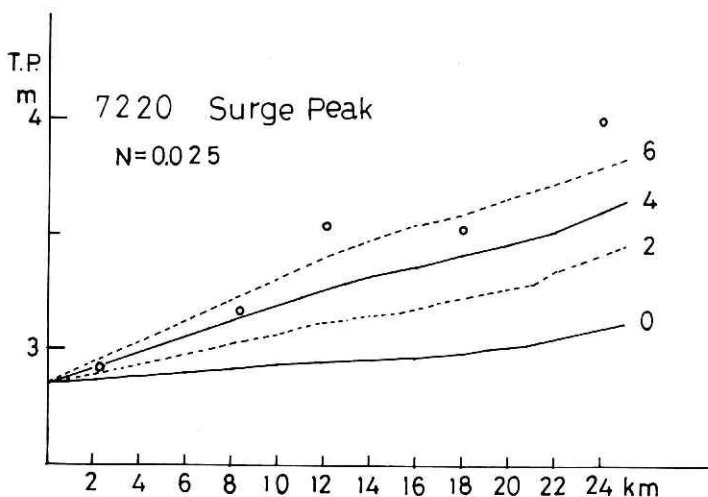


図 19.1 '72年20号台風の高潮最大水位計算結果、○印は実測値、図内の数値は抵抗係数、ただし 10^{-3} を省いている。 $n = 0.025$ の場合

Fig. 19.1 Computed results of the maximum storm surge heights above T.P. for the 7220. Circles are observed values. n equals to 0.025. The numerals in the figure correspond to the drag coefficients but multiplication by 10^{-3} is needed.

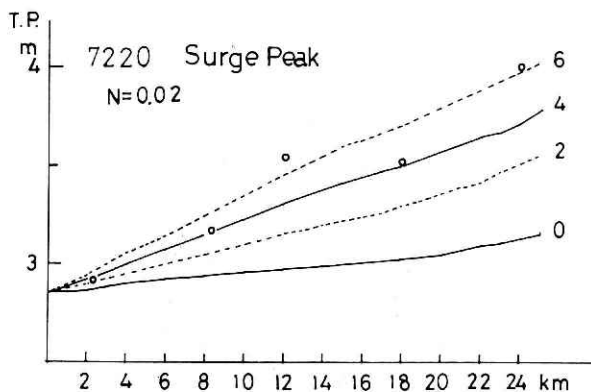


図 19.2 図19.1に同じく $n = 0.02$ の場合

Fig. 19.2 Same as Fig. 19.1 but n equals to 0.02.

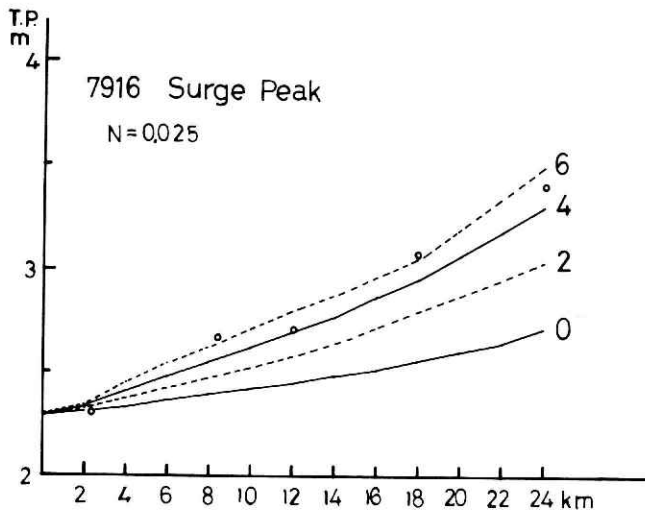


図 20.1 '79年16号台風の高潮最大水位計算結果. $n = 0.025$ の場合
Fig. 20.1 Same as Fig. 19.1 but for the 7916.

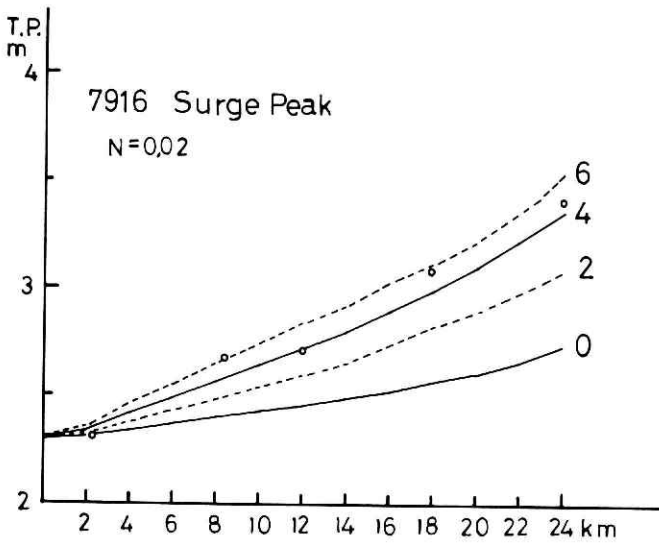


図 20.2 図20.1 に同じく $n = 0.02$ の場合
Fig. 20.2 Same as Fig. 19.2 but for the 7916.

$$\tau_b = \tau_b' - \beta \tau_a \quad (\beta \simeq 0.35)$$

という形式が使用される事が多い。(宇野木・磯崎・大塚, 1964) 全体として風の作用は,

$$(1 + \beta) \tau_a \sim (1 + \beta) \rho_a C_d W^2 \sim \rho_a C_d' W^2$$

という形となり, C_d' は 3.5×10^{-3} の大きさとなる. 計算で得られた $4 \sim 6 \times 10^{-3}$ の抵抗係数には, 幾つかの不確定さがその中に含まれている. 第1に, 風の見積りは正しいか, 第2に, 粗度係数が一様という仮定は正しいか, 第3に, 流速の鉛直分布が高潮と洪水とでは異なる事が予想されるが, 高潮時の摩擦の表現として洪水に使われるマンニングの式で良いのか, という問題が残っている. この中で, 第2の問題は, 79年16号台風の場合からわかる様に, 河川流量が大きくなると粗度係数は高潮最高水位には大きい影響を与えない様である. 第1の問題について, もしも風速の見積りが1割少なめであれば抵抗係数の2割の変化に相当する. 従来の抵抗係数が正しいとすれば, みかけ上, 4.2×10^{-3} の値を使用しないと観測値には一致しない事となろう. これでも幾分小さめである. 第3の問題は, 海岸を想定して, 定常な吹送流のもとでの流れの構造に関する研究は土屋・山下(1981)他いくつか存在するが, 河川高潮のように壁の無い準定常とも仮定しにくい場での研究はほとんど無く, 実測例も知らない.

このように, いくつかの問題をはらんでいるので, 河川の高潮計算でどのような抵抗係数を使用せねばならないかは, 結論づけられないが, 少なくとも従来用いられた値よりも大きめの値 $4 \sim 6 \times 10^{-3}$ を使う必要があるだろう.

計算された実際の水位の時間変化は, 図4.1の○印, 図9の●印で示してある. 抵抗係数を 4×10^{-3} , 粗度係数を0.025とした例である. 現在の計算では, 河川内の高潮最大値の再現が目的なので最大値が得られた時点で計算は打ち切った. 72年20号は, 上に述べた高潮最高水位の結果からもわかるように, ピーク付近は一致しないが, 他はほぼ妥当である. 79年16号の場合, 最上流成戸での違いは, その上流の馬飼の頭首工の影響であるかもしれない.

7. 結 語

本稿では, 高潮が河川を遡上していく場合の平水時, 洪水時の増幅, 減衰について木曾三川の水位資料を使って調べた. その結果,

- 1) 平水時の場合は, 高潮は保存性良く上流まで伝播し木曾三川では, 十数km地点で河口振幅の1.1ないし1.4倍まで増幅されその後減衰する.
- 2) 最高水位も, 上流に向かうに従い増加して, 潮汐満潮面のように一様にはならない.
- 3) 洪水は, 高潮振幅を大きく減衰させる効果がある.

平水時に侵入した高潮の最高水位が河道に沿って上昇する原因を調べる為に数値計算を行った。その結果は、

4) 河道内の最高水位の上昇は、風の応力の作用である。

5) 実測に一致するような水位の上昇を説明するには — 幾つかの不確定な要素はあるが — 従来の値よりも大きい $4 \sim 6 \times 10^{-3}$ の抵抗係数を必要とされる。

しかし、5節および6節の抵抗係数についての問題点で指摘した様に多くの問題が残されており、今後の研究が必要とされる。

8. 謝 辞

資料の収集にあたって、建設省中部地方建設局木曾川下流工事事務所、三重工事事務所、四日市港管理組合、気象庁海洋課潮汐係には大変お世話になりました。謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 木曾川下流工事事務所 (1976) : 木曾川下流管内図
- 2) Iida, H and M. Okada (1973) : Report on the abnormally high storm surge in Tosa Bay. Oceanographical Mag. 25, No. 1, 37—58
- 3) 蔵重清 (1983) : 長崎港潮位に 57.7 豪雨の影響. 気象庁ニュース, No 899
- 4) 気象庁海洋気象部 (1982) : 付録 VI. 高潮予報の参考資料, 潮位表 1982 年版.
- 5) 土屋義人, 山下隆男 (1981) : 2.3 高潮の数値予知, 高潮の発生機構とその極値に関する研究, 自然災害特別研究研究成果, 20—22.
- 6) 宇野木早苗, 磯崎一郎, 大塚伸 (1964) : 東京湾における高潮の推算. 運輸省第 2 港湾建設局, 29—30.
- 7) 宇野木早苗 (1968) : 河川潮汐の研究 (第 1 報). 第 15 回海岸工学講演会講演集, 226 — 235.
(1983 年 6 月 15 日 原稿受理)